

# 围岩 - 支护作用机制评述及其流变变形机制 概念模型的建立与分析

侯公羽

(中国矿业大学 力学与建筑工程学院, 北京 100083)

**摘要:** 岩石地下工程支理论的核心问题是围岩 - 支护相互作用机制。首先, 分析卡斯特纳方程和围岩 - 支护作用机制存在的缺陷和错误, 包括: (1) 模型对支护反力的产生及其支护时机、加载路径等力学处理不具有工程实际意义。(2) 由卡氏方程和弹塑性公式推导的围岩特性曲线在工程实际中不存在, 因此也不存在与支护结构的支护特性曲线相交的可能性。(3) 将围岩特性曲线和支护特性曲线相交求解围岩 - 支护相互作用的平衡点存在概念及逻辑上的错误。然后, 建立基于流变变形的围岩 - 支护相互作用机制的概念模型。最后, 应用流变机制概念模型对工程实例进行计算, 推演围岩与支护的相互作用过程, 从理论上证实混凝土结构在一定条件下支护软岩巷道是可以的。提出的流变机制概念模型, 既可以对围岩 - 支护相互作用给出定性解释, 也可以应用于岩石地下工程的设计, 理论基础可靠, 能够应用于工程实践。

**关键词:** 岩石力学; 围岩 - 支护作用机制; 弹塑性变形; 流变变形; 围岩特性曲线; 支护特性曲线

**中图分类号:** TU 45

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2008)增 2 - 3618 - 12

## REVIEW OF INTERACTION MECHANISM BETWEEN SURROUNDING ROCK AND SUPPORT AND ANALYSIS OF CONCEPTUAL MODEL OF RHEOLOGICAL DEFORMATION MECHANISM

HOU Gongyu

(School of Mechanics and civil engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China)

**Abstract:** The essence of underground rock engineering supporting theory is interaction mechanism between surrounding rock and support. A detailed analysis of defects and errors in Kastner equation and current interaction mechanism is given as follows: (1) mechanical treatment of support reaction in the Kastner model may be flawed in its supporting time and loading path, which can not be used in engineering practice; (2) the ground characteristic curve deduced from Kastner equation doesn't exist practically and can not intersect with support reaction line; and (3) the equilibrium point solved by the intersection of ground reaction curve and supporting characteristic curve is wrong conceptionally and logically. Then, the conceptual model of rheological deformation mechanism is established. The calculations of project examples are offered, in which the course of the interaction between surrounding rocks and support is derived. It is proven that the concrete structure can be applied to the supporting structure of the tunnel in soft rock theoretically. The conceptional model of the rheological mechanism referred gives the qualitative explanation for the interaction between surrounding rock and support, and can be applied to the design and calculation in underground rock projects. The theoretical basis of the mechanism model is reliable, and has a bright future in engineering practice.

**收稿日期:** 2008 - 04 - 10; **修回日期:** 2008 - 09 - 09

**作者简介:** 侯公羽(1965 -), 男, 博士, 1986年毕业于西安矿业学院采矿系矿井建设专业, 现任副教授, 主要从事岩土工程、岩石力学方面的教学与研究工作。E-mail: hgyht@126.com, hgyht@sohu.com, hgyht@sina.com

**Key words:** rock mechanics; support-surrounding rock interaction; elastoplastic deformation; rheological deformation; ground reaction curve; supporting characteristic curve

## 1 引言

岩石地下工程结构设计理论与方法的发展至今已有百余年的历史,与岩石力学的发展有着密切的关系。众多学者<sup>[1~13]</sup>进行了大量的研究工作,为岩石地下工程的理论研究、设计与施工做出了重要的贡献。但工程中的支护设计仍然采用以经验为主的工程类比设计法,再辅之以现场监控和理论分析设计法的原则。

20世纪50~60年代,由弹塑性力学方法导出的围岩-支护相互作用理论曾经一度在岩石力学界占据主导地位。其基本思路和理论基础<sup>[1~7]</sup>是:将卡斯特纳方程代入轴对称圆巷周边的弹塑性位移计算公式,得到围岩特性曲线;再与支护结构的支护特性曲线相交求得交点的坐标即为围岩与支护结构达到平衡时需要满足的条件。

侯公羽<sup>[14]</sup>对卡斯特纳方程和基于弹塑性变形的围岩-支护相互作用机制的缺陷和错误作了初步讨论与分析,但认识的深度和广度尚待提高,个别认识尚存在瑕疵。

深入的分析与研究表明:(1)卡斯特纳方程求解中,对支护反力 $p_1$ 的力学简化处理存在缺陷,不具有工程实际意义;(2)基于弹塑性变形的围岩特性曲线在工程实践中并不存在,因此也不存在其与支护特性曲线相交的可能性。

分析认为,造成岩石地下工程结构现场支护不理想甚至失效的根本原因是设计理论、设计方法落后,不能满足工程实际情况的需要。其核心问题是,对围岩-支护作用机制的认识,在有些方面概念混乱、不清,甚至是错误的。

本文详细地分析卡斯特纳方程和围岩-支护相互作用机制认识上存在的缺陷和错误,建立基于流变变形的围岩-支护相互作用机制的概念模型,并根据该模型得出一些很重要的结论。

## 2 围岩 - 支护作用机制评述

### 2.1 卡斯特纳方程中的支护反力不具有工程意义

卡斯特纳方程<sup>[1~7]</sup>为

$$R_p = R_0 \left[ \frac{(p_0 + c \cot \varphi)(1 - \sin \varphi)}{p_1 + c \cot \varphi} \right]^{\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi}} \quad (1)$$

式中: $R_p$ 为塑性区半径; $R_0$ 为巷道半径; $p_0$ 为原岩应力; $p_1$ 为衬砌的支护反力; $c$ , $\varphi$ 分别为围岩的黏聚力和内摩擦角。

为了避免产生误解和歧义,以下对相关问题的讨论在诸如范围、假定条件等方面均与卡斯特纳方程求解模型的条件完全相同。分析认为,在卡氏方程求解的力学模型中,对支护力 $p_1$ 进行的力学处理存在缺陷:

(1)模型视支护力 $p_1$ 与原岩应力 $p_0$ 是同时作用的,即开挖体被取出后立即有 $p_1$ 作用到巷道周边上, $p_1$ 与 $p_0$ 是同步加载的,这与工程实际不符。

求解过程中忽视了岩石地下工程问题的根本特点,即“先受力(原岩应力),后挖洞,再支护”。现场中的 $p_1$ 与 $p_0$ 非同步加载,即 $p_0$ 先加载, $p_1$ 需要滞后于 $p_0$ 一段时间才可能加载上去。

模型对支护力 $p_1$ 进行的力学处理不能描述围岩-支护相互作用的真实状况。因为,围岩开挖之后的变形中除了包含有弹性变形以外还有塑性变形。众所周知,塑性变形是不可逆的,是与加载路径、加载历史等相关的。因此,当围岩存在塑性区时,对 $p_1$ 的力学处理不考虑加载路径和加载历史在力学和工程实践意义上均是错误的。

(2)模型视支护力 $p_1$ 为主动支护力、一次性加载,与工程实际不符。事实上,地下工程中的支护力 $p_1$ 是一个时变值,是随着围岩向巷道内发生流变变形的增大而增大的被动反力,且是分次或者逐渐加载上去的。要使围岩-支护系统达到新的平衡,支护结构的被动支护反力是由零逐渐增大到围岩与支护结构平衡时的 $p_1^*$ 的,这一过程决定于围岩不断地向洞室内发生流变变形的性质和大小以及支护结构的变形性质和刚度等。

(3)主动支护力与被动支护反力的区别是显著的,区分两者在物理和力学意义上的不同之处非常重要。首先,两种力的来源和产生机制不同。主动支护力来源于围岩之外,独立于围岩且与围岩的状况无关,是支护结构主动施加于围岩上的力,其大小和作用时机与围岩是否发生收敛变形无关。被动

支护反力与围岩有关，且依赖于围岩状况的改变的，是围岩的收敛流变变形对支护结构挤压进而使支护结构对围岩产生被动的支护反力，其大小和作用时机与围岩的收敛流变变形有关。其次，两种力的作用效果不同。主动支护力使巷道周边围岩产生指向围岩深处的“扩张”变形，力的作用效果使巷道断面尺寸变大。被动支护反力使围岩产生指向巷道内部的收敛流变变形，力的作用效果使巷道断面尺寸变小。这两者在力学机制上的区别有点类似于土力学中的主动土压力和被动土压力的区别。

对  $p_1$  的理解一直概念混乱，在建立力学模型时，往往认为  $p_1$  是支护结构主动施加于围岩的主动支护力，主动施力者是支护结构，这是错误的。事实上， $p_1$  是围岩发生流变变形时对支护结构产生的挤压作用力，主动施力者是围岩。支护结构为了阻止围岩的收敛流变变形而对围岩产生反作用力，大小是  $p_1$ ，方向相反。

在岩石地下工程中，除预应力锚杆给围岩的支护力可以勉强简化为主动支护力以外，其余均仅能简化为被动支护反力。而卡氏方程求解的力学模型中错误地将  $p_1$  简化为支护结构对围岩的主动支护力，因此是不符合工程实际的。

(4) 从弹塑性变形经历的时间历程上看，因为巷道围岩弹塑性变形是立即发生并完成的，支护根本赶不上围岩弹塑性变形，因此，在围岩的弹塑性求解中不应考虑支护力  $p_1$  的作用。

基于以上的分析，卡斯特纳方程求解的力学模型对支护反力  $p_1$  进行的简化处理没有真实地反映岩石地下工程中被动支护反力的物理意义，虽然从纯粹的数学和力学意义上看是正确的，但从工程实际角度看却存在严重错误。因此，不具有工程实践意义。

## 2.2 卡氏方程求解之相关公式的讨论

### 2.2.1 弹性区应力的讨论

卡氏方程求解的弹性区应力<sup>[1~7]</sup>为

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{\theta}^e \\ \sigma_r^e \end{matrix} \right\} = p_0 \pm (c \cos \varphi + p_0 \sin \varphi) \cdot \left[ \frac{(p_0 + c \cot \varphi)(1 - \sin \varphi)}{p_1 + c \cot \varphi} \right]^{\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi}} \left( \frac{R_0}{r} \right)^2 \quad (2)$$

式中： $\sigma_{\theta}^e$ 、 $\sigma_r^e$  分别为围岩弹性区的切向应力和径向应力； $r$  为围岩任意一点的半径。

令  $p_1 = p_0$  并代入式(2)得

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{\theta}^e \\ \sigma_r^e \end{matrix} \right\} = p_0 \pm (c \cos \varphi + p_0 \sin \varphi)(1 - \sin \varphi)^{\frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi}} \left( \frac{R_0}{r} \right)^2 \quad (3)$$

根据基本的力学概念，当主动支护力  $p_1$  等于原岩应力时，相当于被开挖体没有被取出，此时“围岩”的应力场没有被开挖扰动，应该还是原岩应力场，因此，“围岩”不存在弹性区。但式(3)表明围岩此时还存在着弹性区，这显然是一个谬误的结论。

### 2.2.2 塑性区应力的讨论

卡氏方程求解的塑性区应力<sup>[1~7]</sup>为

$$\sigma_r^p = (p_1 + c \cot \varphi) \left( \frac{r}{R_0} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} - c \cot \varphi \quad (4)$$

$$\sigma_{\theta}^p = (p_1 + c \cot \varphi) \left( \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \left( \frac{r}{R_0} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} - c \cot \varphi \quad (5)$$

式中： $\sigma_{\theta}^p$ 、 $\sigma_r^p$  分别为围岩塑性区的切向应力和径向应力。

令  $r = R_0$ ， $p_1 = 0$  并代入式(4)、(5)得

$$\sigma_r^p = 0 \quad (6a)$$

$$\sigma_{\theta}^p = 2c \cos \varphi / (1 - \sin \varphi) = \sigma_c \quad (6b)$$

巷道周边的径向应力  $\sigma_r^p$  为 0，切向应力恰好等于岩石的单轴抗压强度，并且  $\sigma_r^p$ 、 $\sigma_{\theta}^p$  与  $p_0$  无关，只取决于强度准则。由式(6)可得出，巷道周边上的应力状态实际上是二向应力状态，即一个是巷道周边的切向应力，大小等于  $\sigma_c$ ；另一个是沿巷道轴向的应力  $\sigma_z$ ，因为卡氏方程没有对  $\sigma_z$  进行求解，根据工程实践及基本的力学判断，不妨近似地取  $\sigma_z = p_0$ 。

如果巷道处于高地应力区或深部岩体区，而岩石的单轴抗压强度相对较小，即  $p_0$  远远大于  $\sigma_c$  时，可将此时的应力状态简化为单向应力状态，由此，将得出巷道沿着其轴向方向在巷道周边处首先被压坏的结论，这一结论显然也是有悖于力学基本原理和现场实际的。

分析认为，产生上述谬误的原因是，卡斯特纳方程求解中忽略了以下问题：(1) 塑性区应力求解，没有使用到假设的理想弹塑性材料的塑性本构关系这一条件。求解中，虽然使用了库仑屈服准则，但没有与假设条件即塑性区应力  $\sigma_s$  建立联系。(2) 塑性区应力求解，没有考虑沿巷道轴向方向的应力  $\sigma_z$ 。

的影响。事实上，因为求解中没有使用塑性本构关系，也无法对塑性区的  $\sigma_z$  进行求解。(3) 没有求解围岩开始屈服时的原岩应力。

### 2.3 基于弹塑性变形的围岩特性曲线不具有工程实践意义

巷道周边的弹塑性位移计算公式为

$$u_0 = \frac{\sin \varphi}{2GR_0} (p_0 + c \cot \varphi) R_p^2 \quad (7)$$

式中： $u_0$  为巷道周边的弹塑性位移； $G$  为剪切模量，且  $G = E/2(1+\nu)$ 。

将式(1)代入式(7)，得到经典的基于弹塑性变形的围岩特性曲线，即

$$u_0 = \frac{\sin \varphi}{2G} R_0 (p_0 + c \cot \varphi) \left[ \frac{(p_0 + c \cot \varphi)(1 - \sin \varphi)}{p_1 + c \cot \varphi} \right]^{\frac{1 - \sin \varphi}{\sin \varphi}} \quad (8)$$

基于弹塑性变形的围岩特性曲线如图 1 中的曲线 *a* 所示，支护结构的支护特性曲线如图 1 中的曲线 *b* 所示。

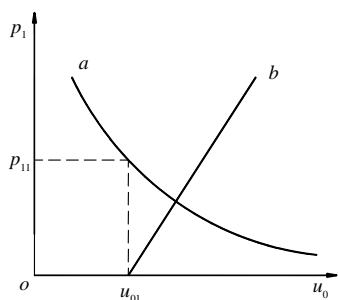


图 1 轴对称圆巷围岩 - 支护相互作用原理曲线

Fig.1 Curves of interactions mechanism between surrounding rock and support

围岩 - 支护相互作用理论的核心内容自诞生起就一直占据岩石力学的主导地位，至今仍被作为岩石地下工程支护结构设计的基本原理<sup>[1~13]</sup>。

但是，支护实践却表明，该理论其实还远远达不到能用来进行支护设计的程度。应用该理论设计的地下工程，理论上设计的支护力足够，但有时仍会发生破坏，且找不到原因，通常将其归结为基于连续介质的微小变形弹塑性理论，在解决岩石强度峰值后的性态问题上至今还非常乏力<sup>[7]</sup>。这一解释或许可能是其不能应用于支护实践的诸多原因之一，但是，有些围岩的应力并未达到岩石的强度峰值，该理论仍然不能准确地对其进行支护设计，围岩与

支护结构经过长期的变形仍然会发生破坏。

本文认为，这一理论不能指导支护设计的最重要原因是，在分析、应用围岩 - 支护相互作用机制时存在缺陷，即忽视、混淆了岩石地下工程的围岩弹塑性变形和流变变形之间的区别以及这两种变形发生的时间与作用过程的不同。事实上，围岩弹塑性变形是在岩石地下工程被开挖后的瞬间即完成的，而流变变形是在岩石地下工程被开挖后的相当长的一段时间内随着时间不断发生、变化的。当对围岩进行支护之后，才会发生围岩 - 支护的相互作用问题。显然，对围岩进行支护时，围岩已经处于流变变形阶段，围岩 - 支护的相互作用机制在讨论围岩特性曲线时应该采用流变变形阶段的特性曲线。遗憾的是，围岩流变变形阶段的特性曲线目前还没有得到。

分析认为，基于弹塑性变形的围岩特性曲线在工程中根本就不存在：

(1) 岩石地下工程的弹塑性变形在其开挖之后的瞬间即发生并完成了，是与时间无关的变形，这也是弹塑性力学认识材料(包括岩石类材料)的变形特性的基本观点<sup>[15~20]</sup>。当然，也有学者认为塑性变形也是有变形时间的。但本文分析认为，塑性变形即使有变形时间，其量级可能也很小，以致于塑性力学至今还没有研究清楚塑性变形与时间的关系，而且有关塑性力学的专著、文献基本都不涉及材料的塑性变形与时间的关系研究<sup>[15~20]</sup>。

目前的弹、塑性力学理论尽管认识到塑性变形与温度、时间有关，但其最新进展中对材料所做的假设条件之一仍然是时间因素对材料塑性变形性质的影响可以不考虑。在卡斯特纳方程和现有的围岩 - 支护相互作用机制的推导过程中所涉及的弹、塑性力学的内容(理论、基本概念、模型等)并没有超出现有的弹、塑性力学的最新进展<sup>[15~20]</sup>。也就是说，卡斯特纳方程和现有的围岩 - 支护相互作用机制的推导过程中所涉及的弹、塑性力学的变形都是与时间无关的，即都是瞬时完成的。

蔡美峰等<sup>[7]</sup>指出，“物体的弹性和塑性与时间无关，都属于即时变形。如果外界条件不变，物体的应变或应力随时间而变化，则称物体具有流变性”。郑颖人等<sup>[19~21]</sup>指出，将考虑时间因素对材料性质的影响问题，划归至“流变学”范围。

分析到这里，有充足的理由认为：卡氏方程和

现有围岩 - 支护相互作用机制在推导过程中所涉及的弹、塑性变形都是与时间无关的瞬时变形。

支持这一观点的论著与研究成果还有：“严格地说，以往应用弹性力学和弹塑性力学求得的巷道变形和应力都是瞬时发生的，是量测不到且无法阻止的，人们所量测到的和用支护加以阻挡的都是流变产生的变形和应力”<sup>[21]</sup>。“若不计岩体的黏性流变特性，则洞体开挖后洞周附近围岩的应力重分布和弹性或弹塑性的收敛变形是以弹性或弹塑性波的传播速度进行的，以弹性波而言即为按声波波速传播，则应视为在成洞瞬间就已经全部完成”<sup>[22, 23]</sup>。

遗憾的是，以上研究<sup>[21~23]</sup>没有给出详细的分析和依据，更没有意识到将这一重要发现与卡斯特纳方程、现有围岩 - 支护相互作用机制联系起来，因而没有发现它们的错误和缺陷。而这一遗漏，正是本文研究的理论意义和实践价值所在。

(2) 关于“立即支护”问题。工程中的“立即支护”在时间上是几小时至几天甚至几周的量级。工程中的围岩支护，一般分为临时(初次)支护和永久(二次)支护。初次支护需要经过出渣等工序才能进行，需要至少几小时的间隔时间。提供主要支护反力作用的二次支护一般距离开挖面较远，即围岩从开挖到被支护的间隔时间较长。现场中，二次支护的滞后时间一般是几天至几周以上。

假定在洞室开挖后可以立即进行支护(尽管这是不可能实现的)，待其真正起到支护作用时也需要至少几小时至几天的时间。因为，支护结构(混凝土或喷射混凝土)从浇注(或喷射)至其达到设计强度需要一定的养护/凝固时间。而且，在支护结构的养护/凝固过程中，其能提供的支护反力是随着自身强度的不断增加而增加的、是时变的。

(3) 支护(衬砌)对围岩的支护反力(支护作用)是被动的，是围岩向巷道内发生流变变形时进而对支护(衬砌)施加作用之后使支护(衬砌)对围岩产生的反作用力。这个流变变形是与时间有关的变形，他可能表现出蠕变、松弛、弹性后效和黏性流动等各种复杂的流变特性。

基于以上分析认为，既然工程中的支护反力  $p_1$  无法在围岩的弹塑性变形发生时对围岩进行及时、有效的支护(因为支护根本就赶不上围岩弹塑性变形的发生)，那么，卡氏方程中就不应该有支护反力

$p_1$ ，或者只能  $p_1 = 0$ ，因此，由卡氏方程和弹塑性公式推导的围岩特性曲线(图 1 中的  $a$  曲线)在工程实际中根本就不存在，当然也就不存在它与支护结构的支护特性曲线(图 1 中的  $b$  曲线)相交的可能性。

## 2.4 求解围岩 - 支护相互作用的平衡点的方法存在概念和逻辑错误

自围岩 - 支护相互作用机制被提出以来，相关的讨论文献不胜枚举，但其基本思路均是将围岩的特性曲线与支护的特性曲线进行相交来求解围岩 - 支护相互作用的平衡点(解析法或做图法)。作者要质疑的是这一思路在概念及逻辑上的正确性。

众所周知，图 1 中的曲线  $a$  代表的工程意义是：巷道开挖后围岩变形达到稳定状态时的围岩特性曲线，即围岩特性曲线上的每一个点已经是代表围岩 - 支护相互作用的最终结果，不同的支护参数、支护时机所产生的最终支护结果在围岩特性曲线上对应着不同的点。因此，围岩特性曲线已经是描述围岩 - 支护达到最终平衡状态时的状态函数，即离散函数，它不能描述围岩被支护结构的支护反力作用后的具体变化过程。图 1 中的曲线  $b$  代表的工程意义是：支护结构在与围岩共同变形过程中被围岩挤压进而产生的被动支护反力，被动支护反力的大小随着两者共同变形的增加而增加，它可以描述支护结构被围岩作用的具体变化过程，是连续函数。

假定不考虑曲线  $a$  在工程中的实际意义(尽管节 2.3 已经讨论清楚，曲线  $a$  在工程中无实际意义)：

(1) 当图 1 中的曲线  $b$  开始工作即开始进行支护时，它所对应的曲线  $a$  已经而且必须发生了一个位移(不妨记为  $u_{01}$ )。根据曲线  $a$  的工程意义，若将围岩的位移控制在  $u_{01}$  处，就需要给围岩施加对应的一个支护力  $p_{11}$ ，这样才能保证支护结构在围岩位移发生到  $u_{01}$  时开始架设并进行支护。但是，在支护结构开始架设、支护之前，支护结构是无法提供支护力  $p_{11}$  的。那么，在开始进行支护之前，对应于围岩已经发生的位移  $u_{01}$  的支护力  $p_{11}$  由谁来提供呢？现场中显然找不到支护力  $p_{11}$  的提供者。另外，假使有支护力  $p_{11}$  已经在支承着围岩了，并将围岩的位移控制在  $u_{01}$  处，那么，再对围岩进行支护即架设曲线  $b$ (同时还要解除  $p_{11}$ )还有什么意义呢？

(2) 对于支护时机或支护刚度问题的研究，通常采用图 1 来讨论。但是，在讨论这一问题时，同

样面临一个困境,即在开始进行支护之前由谁来负责先将围岩支承、控制在进行支护时所需要的那个位置(围岩位移值  $u_{01}$ ,  $u_{02}$ , ...) ? 现有理论无法回答这个问题。

以上分析表明,将图 1 中的曲线  $a$ ,  $b$  进行相交求解的思路在概念上、逻辑上是错误的。

### 2.5 “收敛 - 约束法(CCM 法)”的概念错误

目前工程中应用较多的是“典型的围岩特性曲线”,即将类似于图 1 中的曲线  $a$  划分为以下几个部段<sup>[22]</sup>:第 1 段为直线段,反映了巷道开挖后围岩的弹性变形阶段;第 2 段为曲线最低点左侧的曲线段,是指巷道开挖后初始地应力释放到一定阶段使其周边围岩出现并发展为黏塑性变形增长的阶段;第 3 段则为最低点右侧的向上翘曲段,这是由于洞周部分围岩破坏而导致出现的松动压力段。详见孙钧<sup>[22]</sup>的流变进展综述。

本文要质疑的是,第 2 段曲线能否描述围岩的黏塑性变形阶段。分析认为存在以下问题:(1) 如果第 2 段曲线能描述围岩的黏塑性变形阶段,那么根据围岩特性曲线的工程意义,可以推论出在曲线  $a$  上的围岩的黏塑性变形被最终控制住了,变形不再随时间变化,这个结论显然是谬误的。众所周知,大部分围岩的黏塑性变形(岩石的流变)在现场是无法控制的,且长期处于流变变形过程中的,特别是软岩。(2) 描述流变变形阶段的围岩特性曲线目前还没有得到,获得这条曲线的有效途径目前也不甚清楚。(3) 如果第 2 段曲线具有流变的特性能成立,那么,第 2 段曲线与第 1 段曲线在形态上必然有本质上的区别。综上分析可知,用第 2 段曲线描述围岩的黏塑性变形阶段缺乏理论依据。

将“典型的围岩特性曲线  $a$ ”、或“基于弹塑性变形的围岩特性曲线  $a$ ”、或“基于现场测试的围岩特性曲线  $a$ ”与曲线  $b$  进行相交求解的思路,统称为“收敛 - 约束法(CCM 法)”或“特征曲线法”。根据节 2.4 的分析,同样可以得出结论,将上述 3 种类型的围岩特性曲线  $a$  与曲线  $b$  进行相交求解的思路,同样存在上述分析过的概念上、逻辑上的错误,具体分析从略。

综上所述,卡斯特纳方程和围岩 - 支护作用机制存在上述诸多的缺陷和错误,而这些缺陷和错误才是导致岩石地下工程的支理论论和设计方法产生错误、现场工程发生支护失败事故的真正原因。

## 3 围岩 - 支护相互作用流变变形机制的概念模型建立与分析

### 3.1 围岩流变变形的求解思路

在岩石地下工程中经常可以观察到一些与时间有关的现象,例如,巷道掘进后,开始围岩不坍塌,但过一段时间后却逐渐塌落;又如支架上的压力或围岩位移往往在一段时间内随着时间而增长,这些现象用弹性、塑性理论均无法解释,因为这些理论均与时间无关<sup>[15, 22]</sup>。

求解围岩流变变形问题的途径主要有:(1) 建立岩石材料的黏弹性、黏弹塑性的本构方程。(2) 建立岩石材料的三维蠕变方程。

建立黏弹性、黏弹塑性的本构方程的方法有:(1) 根据流变模型建立微分形式的本构方程。(2) 直接由试验结果建立积分形式的本构方程。这两种途径是相通的,微分形式的本构方程比较直观,易于接受和理解,但能求解的解答比较有限<sup>[24, 25]</sup>,利用积分形式的本构方程进行的求解更少。应用黏弹本构方程推演静水压力作用下的圆形巷道问题,刘保国等<sup>[10, 15]</sup>已经作了初步的研究。

已有学者<sup>[26]</sup>尝试建立岩石材料的三维蠕变方程,具体做法是:比照单轴应力状态下的蠕变方程,直接将  $\sigma_0$  换成偏应力  $(S_{ij})_0$  ( $(S_{ij})_0$  为岩石试验时恒定偏应力)来作为三维应力状态下的流变模型,但其理论基础和可信度遭到众多质疑。

总之,围岩流变变形的求解已有初步的研究成果,但进一步的研究是当前面临的急迫问题。

### 3.2 基于流变变形特性的完整围岩支护的基本原则

应用岩石流变力学解决岩石地下工程的支护问题时,应当注意产生流变的阈值问题,即流变下限。该下限值视围压情况均可由流变试验具体确定。当围岩的应力水平达到或超过流变下限值时,就将产生流变效应;反之,如围岩的应力水平小于其流变下限值,则不会产生流变<sup>[22]</sup>。

据此,本文提出对完整围岩进行支护的基本原则是:(1) 不论是软岩还是硬岩,当围岩的应力水平达到或超过其流变下限值时,都将可能产生流变效应,应该按照岩石流变力学特性(围岩流变特性曲线)进行支护设计。这时的支护目的主要是通过支护结构对围岩提供支护反力来改善围岩的应力状态进

而控制围岩的流变变形。(2) 反之，不论是软岩还是硬岩，如围岩的应力水平小于其流变下限值，则不会产生流变，可以不进行力学意义上的支护。但是，为了控制围岩的进一步劣化，应进行维护意义上的支护，如及时喷混凝土封闭围岩等。

### 3.3 围岩 - 支护相互作用流变变形机制的概念模型建立与新认识

#### 3.3.1 岩石侧向流变性质概述

几乎所有的岩石都具有流变变形性质，但是工程中的围岩是否发生流变变形决定于围岩应力水平的大小以及支护反力的大小。岩石的流变性质包含：蠕变、松弛、弹性后效和黏性流动。通常，岩石流变变形主要是指岩石蠕变变形。因此，以下提到蠕变、蠕变变形等除特别需要说明之处均统一使用流变、流变变形。

工程中的围岩，在有(无)支护结构的作用下，其径向流变位移与岩石试件的侧向流变变形在边界条件上和相似条件上是最符合的。

岩石侧向流变变形具有 3 阶段和 3 水平特性，如图 2 所示。I 阶段为初期流变，II 阶段为稳定流变，III 阶段为加速流变。应力水平越高，流变变形越大。流变 3 水平和 3 阶段，是金属、岩石和其他材料的通性，非岩石特有。

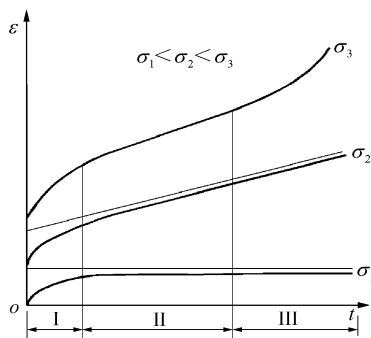


图 2 侧向约束条件下的岩石侧向流变性质

Fig.2 Rheological deformation characteristics of surrounding rock under lateral testraint

目前，对岩石流变变形的研究主要集中于其轴向蠕变，极少研究侧向蠕变。岩石的侧向蠕变研究是今后应该加强的，尤其是对侧向约束条件下的岩石侧向流变特性的研究。

#### 3.3.2 围岩 - 支护相互作用流变变形机制的概念模型建立

根据上述分析，本文建立围岩 - 支护相互作用

的流变变形机制的概念模型，如图 3 所示。其中，围岩的流变(主要考虑蠕变)特性曲线如图 3 的右半部分即  $u-t$  坐标系所示，支护特性曲线如图 3 的左半部分即  $p-u$  坐标系所示。

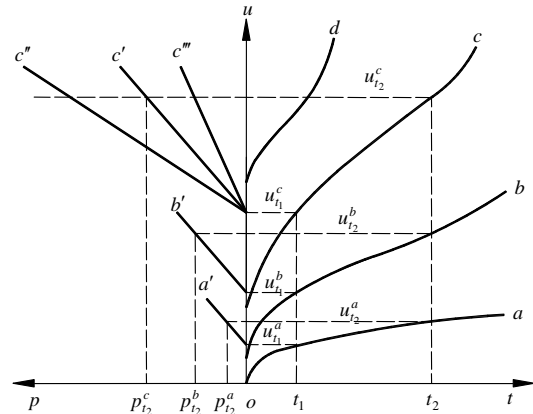


图 3 围岩 - 支护相互作用流变力学机制

Fig.3 Interaction rheological mechanism between surrounding rock and support under lateral restraint

同一围岩在极高、高、中、低等不同应力水平作用下的径向流变位移变形如图 3 所示的曲线  $d, c, b, a$  所示。

应当指出，图 3 的纵坐标为洞室周边径向流变位移变形，该流变位移与图 2 的流变应变是有区别的，两者之间存在换算关系，最简单的是线性关系。

为了简单、明了地说明围岩 - 支护相互作用的流变力学机制，本文仅考虑围岩洞室周边的径向流变位移变形与该围岩的岩石单轴压缩侧向流变应变的关系为线性关系。显然，这样的选取并不改变岩石蠕变 3 阶段和 3 水平的特性<sup>[27]</sup>。在没有找到  $u-\varepsilon$  的解析关系之前，巷道周边的径向流变位移变形  $u$  采用下式近似地计算：

$$u = (3R_0 \sim 5R_0)\varepsilon \tag{9}$$

式中： $\varepsilon$  为岩石侧向约束条件下的侧向流变应变。

#### 3.3.3 围岩 - 支护相互作用流变变形机制的新认识

假定当支护结构在图 3 中  $t_1$  时刻开始支护，与围岩开始发生相互作用。在  $t_1$  时刻，围岩流变特性曲线  $a, b, c$  的流变位移变形分别为  $u_1^a, u_1^b$  和  $u_1^c$ ，支护特性曲线  $a', b', c'$  的变形均为 0。

随着围岩流变变形的继续增加，支护结构因被动地被挤压而发生收敛变形，进而对围岩施加不断增长的支护反力，如图 3 中支护特性曲线  $a', b',$

$c'$  所示。假定当围岩与支护结构的相互作用至  $t_2$  时刻时达到新的平衡状态, 围岩流变变形停止。在  $t_2$  时刻, 围岩流变特性曲线  $a, b, c$  的流变位移变形分别为  $u_{t_2}^a, u_{t_2}^b$  和  $u_{t_2}^c$ 。

在围岩与支护的相互作用时段  $t_2 - t_1$  内, 围岩相对于曲线  $a, b, c$  所完成的流变位移变形增量分别为  $(u_{t_2}^a - u_{t_1}^a), (u_{t_2}^b - u_{t_1}^b)$  和  $(u_{t_2}^c - u_{t_1}^c)$ , 如图 3 所示的  $u-t$  关系。由于支护结构和围岩的相互作用, 假定两者的相互作用是符合变形协调关系的, 则支护结构的被动径向位移也分别为  $(u_{t_2}^a - u_{t_1}^a), (u_{t_2}^b - u_{t_1}^b)$  和  $(u_{t_2}^c - u_{t_1}^c)$ 。相应地, 在  $t_2$  时刻, 需要支护结构提供的支护反力分别为  $p_{t_2}^a, p_{t_2}^b, p_{t_2}^c$ , 见图 3 中  $p-u$  坐标系所示, 且有

$$p_{t_2}^a = K_c(u_{t_2}^a - u_{t_1}^a) \quad (10a)$$

$$p_{t_2}^b = K_c(u_{t_2}^b - u_{t_1}^b) \quad (10b)$$

$$p_{t_2}^c = K_c(u_{t_2}^c - u_{t_1}^c) \quad (10c)$$

式中:  $K_c$  为支护(衬砌)厚壁圆筒的支护刚度。

### 3.4 基于围岩 - 支护相互作用流变变形机制的分析

根据节 3.3 建立的围岩 - 支护相互作用流变变形机制的概念模型(见图 3)及其对新机制的认识, 可以获得有关支护问题的初步研究成果如下:

(1) 通常第 I 阶段的流变变形一般发生的较快, 待现场工程进行支护时已经发生完成, 现场一般支护不到, 能支护到的流变变形大部分在其第 II, III 阶段。

(2) 岩石的流变试验表明, 在应力水平适中时, 岩石的流变变形存在稳定流变阶段, 即 II 阶段。分析认为, 对围岩流变变形进行控制的最佳、最有效的时机应该是在围岩流变变形的 II 阶段。在 II 阶段内, 如果能使围岩与支护达到平衡, 围岩的流变变形停止, 围岩将是稳定的。如果过了 II 阶段, 围岩与支护还未达到平衡, 围岩的流变变形还未停止, 围岩将进入加速流变的 III 阶段, 这个阶段一般是无法再稳定围岩的。

(3) 围岩的应力水平对支护反力的影响很大。当围岩应力水平较低时即  $a$  曲线, 其蠕变变形较小, 达到平衡时需要的支护反力也较小, 如曲线  $a'$  所示。当围岩应力水平较高时即  $b$  和  $c$  曲线, 其蠕变变形也较大, 达到平衡时需要的支护反力也较大, 如曲线  $b'$  和  $c'$  所示。

(4) 支护刚度对支护反力的影响很大。支护刚

度越大, 达到平衡时需要的支护反力也越大, 如曲线  $c''$  所示。支护刚度越小, 达到平衡时需要的支护反力也越小, 如曲线  $c'''$  所示。

(5) 支护时机对支护效果的影响很大。一般地, 支护时机越早越好。但在现场的施工条件下, 至开始支护时, 围岩流变变形一般已经处于 II 或 III 阶段。这时, 如果支护时机过晚, 支护结构无法在 II 阶段将围岩流变变形控制住, 一旦围岩流变进入其 III 阶段, 将无法对围岩再进行有效的支护控制。

(6) 综合考虑支护的刚度和支护时机才能获得最佳的支护效果。如果支护刚度低, 一般要求尽早进行支护。即使支护的时机较早, 但如果支护刚度过低, 也难以保证在围岩流变的 II 阶段内有效地控制住流变变形。如果支护刚度大, 支护可以晚一些。但如果现场条件和工艺允许, 也应该尽早进行支护, 支护的越早支护效果越好。

(7) 对于应力水平极高的围岩, 如曲线  $d$  所示, 一般在现场环境下无法实施有效的支护, 或者说支护极其困难。因为, 此时的支护将面临两种困境: 其一, 支护时机很有限, 通常是来不及支护, 或者说支护时机很难控制; 其二, 支护的代价可能非常大, 因为流变变形大, 所以要求支护结构提供的支护反力通常很大。

高地应力和深部岩石力学的支护问题就属于围岩的应力水平极高(即曲线  $d$ )这种情况。

(8) 对软岩和中硬及以上岩石在流变变形阶段进行支护的初步认识。大量的流变试验<sup>[7, 28~32]</sup>表明: 软岩在第 I 阶段和第 II 阶段的流变变形一般比中硬及以上岩石大, 有的甚至大 10 倍以上; 软岩在第 I 和 II 阶段完成其流变变形所需的时间也比中硬及以上岩石长, 大部分在 2 倍以上。因此, 结合图 3 的机制模型分析认为:

① 对于软岩巷道的支护, 必须让开其流变变形的第 I 阶段, 以避免支护结构与围岩相互作用之后因围岩流变变形过大而迫使支护结构提供较大的支护反力。

② 对于软岩巷道的支护, 一般有充分的支护时间。因为, 软岩在第 I 阶段变形时间一般有几天以上, 而中硬及以上岩石在第 I 阶段变形时间一般只有约为 1 d。因此, 中硬及以上岩石要及时进行二次支护(如果需要力学意义上的支护), 软岩需要根据流变变形量测的结果再定, 待其进入第 II 阶段再进



行二次支护，不能太早。

③ 对于相同的支护结构来说，中硬及以上岩石的流变变形较小，相互作用之后需要支护结构提供的支护反力也较小。软岩的流变变形较大，而支护结构(通常较多使用的是浇注或喷射混凝土)能退让的变形有限，至使两者相互作用之后需要支护结构提供的支护反力也较大。这就是为什么工程中的软岩巷道的支护经常失败、支护结构经常被挤坏，而中硬及以上岩石巷道的支护结构则较少发生破坏的真正原因，只有用围岩-支护相互作用的流变变形机制才可能分析清楚。

(9)关于新奥法及时封闭岩面问题。新奥法提倡及时封闭岩面<sup>[6]</sup>，这是必要且正确的。但在现实中，大部分岩石地下工程只能在临时支护中做到，甚至也有一些做不到。待到进行永久支护时，变形已经发生了相当长的时间，弹塑性变形早已经发生并结束，围岩进入流变阶段。

因此，支护时机很重要。在不同的时间段进行支护，需要按照相应时间段的围岩变形特性进行计算、设计。从目前的支护技术来看，临时支护在弹塑性变形发生之后尽早支护是有可能的，这对封闭岩面、避免围岩进一步劣化是有益的。尽管不同的施工方法其支护时间间隔会相差较大，但对中硬及以上岩石如果需要力学意义上的支护则应尽可能早地进行永久支护，在现场条件下也是有可能实现的。

在上述对相关问题的认识及初步研究成果中，有些认识是根据新机制得出的新认识(如(1)，(2)，(8②)，(8③))；有些认识虽然与现有的认识是一致的，但分析所用的机制不同，这里应用的是流变变形机制，如(3)~(7)，(8①)，(9)。

应当指出，在上述现有的认识中，大部分的认识是工程实践总结的结果，用现有的围岩-支护相互作用机制解释不了，但用本文给出的新机制都可以解释。这说明，本文对围岩-支护相互作用建立的流变变形机制概念模型以及对新机制的认识是可行且正确的。更重要的是，具有工程实践意义。

### 3.5 基于围岩-支护相互作用流变变形机制的工程实例计算

某页岩在室温和 10.0 MPa 应力水平下的蠕变曲线如图 4 所示<sup>[33]</sup>。下面以该文页岩流变特性曲线及相关参数为计算基础，利用本文建立的流变机制

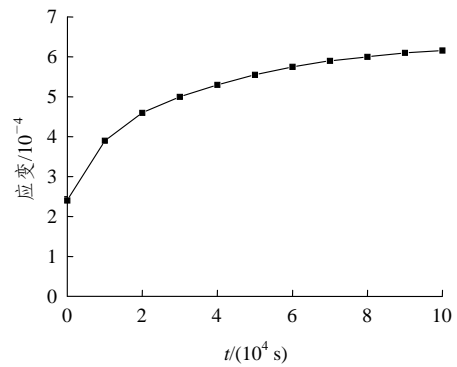


图 4 巷道周边位移随时间变化的关系曲线<sup>[33]</sup>

Fig.4 Relation curve of displacement at boundary with time<sup>[33]</sup>

概念模型进行支护结构的参数计算。

选取的支护材料：浇注混凝土强度等级为 C30，抗压强度  $f_c = 14.3 \text{ MPa}$ ，变形模量  $E_c = 2 \times 10^4 \text{ MPa}$ ，泊松比  $\nu_c = 0.167$ 。不妨取支护结构的特性曲线为直线，斜率即支护结构的刚度为  $K_c \text{ (MPa/mm)}$ 。假定支护的巷道开挖半径 3.0 m。

支护(衬砌)如按厚壁圆筒计算，其圆筒外缘的径向位移为

$$\Delta u = p_1 / K_c \tag{11}$$

$$K_c = \frac{E_c (R_0^2 - a^2)}{R_0 (1 + \nu_c) [(1 - 2\nu_c) R_0^2 + a^2]} \tag{12}$$

式中： $\Delta u$  为支护(衬砌)在围岩作用下产生的径向变形，即围岩此时发生的径向流变变形； $a$  为支护厚壁圆筒的内径； $E_c$ ， $\nu_c$  分别为支护材料的变形模量、泊松比。

根据式(12)可以计算出，不同的支护结构刚度  $K_c$  所需要的支护层厚度  $d_s$ ，计算结果见表1。

表 1 支护结构设计参数表  
Table 1 Design parameters of support

$K_c$ MPa/mm	$d_s$ /mm		$p_{1\max}$ /MPa	$p_1^*$ /MPa	
	计算值	设计值		情况1	情况2
0.2	123	130	0.48	0.42	0.63
0.3	182	200	0.71	0.63	0.95
0.5	297	300	1.13	1.05	1.58
0.7	407	450	1.53	1.47	2.21
0.9	513	550	1.89	1.89	2.84

支护结构能提供的最大被动支护反力  $p_{1\max}$  为

$$p_{1\max} = f(1 - a^2 / R_0^2)_c / 2 \tag{13}$$

式中： $f_c$ 为支护材料即混凝土的抗压强度。计算结果见表1。

(1) 假定在第  $2 \times 10^4$  秒时开始支护，支护点 ( $2 \times 10^4$  s, 4.6)，在第  $8 \times 10^4$  秒时围岩与支护达到平衡状态，支护点 ( $8 \times 10^4$  s, 6.0)。根据式(9)计算支护作用时段内巷道周边的径向流变变形为  $\Delta u = 5 \times 3.0 \times 10^3 \times (6.0 - 4.6) \times 10^{-4} = 2.1$  mm。

根据图3的机制模型，则支护结构的被动支护反力为  $p_1^* = K_c \Delta u = 2.1 K_c$ 。各参数计算结果见表1。

(2) 假定在 ( $1 \times 10^4$  s, 3.9) 时开始支护，围岩与支护达到平衡时的状态为 ( $8 \times 10^4$  s, 6.0)。则  $\Delta u = 3.15$  mm， $p_1^* = K_c \Delta u = 3.15 K_c$ 。各参数计算结果见表1。

计算结果表明：(1) 若保持支护结构不因抵抗围岩产生的巨大流变变形而被压坏，支护时机是很重要的。当支护时机合适(情况1， $\Delta u = 2.10$  mm)，围岩与支护在应力和变形上都可以满足协调条件，且支护所受围岩压力在其承载能力之内，即  $p_{1\max} > p_1^*$ 。当支护时机不合适(情况2， $\Delta u = 3.15$  mm)，则围岩与支护在应力上无法满足协调条件，支护结构因抵抗围岩产生的巨大流变变形而被压坏，即  $p_{1\max} < p_1^*$ 。(2) 支护刚度要合适。因为混凝土结构的刚度与设计支护反力成正变关系。设计支护反力太低，则不能满足围岩对支护反力的要求；设计支护反力太高，则刚度也大，当平衡被打破，发生新的流变时，将因流变变形的增加而承受超过其承载能力的巨大围岩压力而被压坏。因此，在本算例条件下，支护层厚度可以考虑取 130~300 mm。在工程支护实践中，二次永久支护与初期临时支护在时间上如果配合合适，可以取得较好的支护效果。(3) 采用混凝土作为支护结构来支护软岩巷道在一定的条件下是可以的。

上述计算尽管是初步的，但作为机制的概念模型，已经充分地显示出其理论意义和实践价值。也表明，本文建立的围岩 - 支护作用流变变形机制的概念模型是可行且正确的、并具有一定前景。

## 4 结 论

(1) 对著名的卡斯特纳方程进行了详细的分析、研究认为：方程求解模型中对支护反力的考虑虽然在纯粹的数学和力学上是正确的，但从其物理

意义上分析，将支护反力视为与原岩应力同时作用的主动性加载、一次性加载是错误的；弹塑性变形阶段的支护反力在工程实践中是不存在的，即弹塑性变形阶段考虑支护反力没有工程实践意义。

(2) 卡斯特纳在塑性区应力求解中，因为没有使用到假设的理想弹塑性材料单轴加载时的塑性本构关系、没有考虑沿巷道轴向方向的应力  $\sigma_z$  的影响及对  $\sigma_z$  求解、没有求解围岩开始屈服时的原岩应力条件，因此，导致将一些常见的和特例的围岩应力状态代入其弹、塑性区应力方程时得出一些有悖于力学基本原理和事实的结果。

(3) 由于在围岩的弹塑性变形阶段对其施加支护反力在工程实践中无法实现，当然也就不存在基于弹塑性变形的围岩特性曲线，因此，也不存在围岩特性曲线与支护特性曲线相交的可能。

(4) 围岩特性曲线是描述围岩 - 支护达到平衡状态时的状态函数，是离散函数，支护特性曲线是描述支护结构被围岩作用后的变化全过程的连续函数，将这2个方程相交求解围岩 - 支护相互作用的平衡点，在概念上和逻辑上是错误的。

(5) 对广为使用的卡斯特纳方程和围岩 - 支护作用机制存在的缺陷和错误进行详细的分析、研究，澄清了相关的概念。分析认为，这些缺陷和错误是导致岩石地下工程的支理论论和设计方法发生错误、现场工程发生支护失败事故的真正原因。

(6) 本文建立了基于流变力学理论的概念模型，根据该概念模型对围岩 - 支护相互作用给出了基于流变变形机制的初步分析与认识。该概念模型不仅能解释人们已经掌握的关于支护问题的相关认识，而且能解释现有机制无法解释的一些现象。

(7) 应用本文提出的流变机制概念模型对工程实例中围岩所需要的支护结构的参数进行计算，推演了围岩与支护的相互作用过程，从理论上证实了混凝土结构在一定条件下支护软岩是可行的。

(8) 本文提出的机制模型虽然只是一个概念模型，但已经可以对围岩 - 支护相互作用给出定性的解释，也可以近似地应用于岩石地下工程的相关计算。说明本文提出的模型，其理论基础是可靠的，且能应用于工程实践。

(9) 巷道周边的径向流变位移变形与岩石的流变应变变形是有区别的，两者之间的解析关系需要

尽快确定,这样更有利于流变机制的理论提升和现场工程支护设计的应用。

本文的研究成果祈望业界同仁投入必要的精力给以认真关注和研究,在经过充分地讨论、分析和研究后,本文的结论如被证实是正确的,将对岩石地下工程的支理论研究、设计方法和工程实践等产生重大的理论意义和实践价值。

## 参考文献(References):

- [1] OBERT L, DUVALL W I. Rock mechanics and the design of structures in rock[M]. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1967.
- [2] JAEGER J C, COOK N G W. Fundamentals of rock mechanics[M]. Great Britain: Chapman and Hall Ltd., 1978.
- [3] 于学馥, 郑颖人, 刘怀恒, 等. 地下工程围岩稳定分析[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1983.(YU Xuefu, ZHENG Yingren, LIU Huaiheng, et al. Surrounding rock stability analysis in underground engineering[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1983. (in Chinese))
- [4] 李志业, 曾艳华. 地下结构设计原理与方法[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2005.(LI Zhiye, ZENG Yanhua. Design theory and method of underground structure[M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 2005.(in Chinese))
- [5] 徐干成, 白洪才, 郑颖人, 等. 地下工程支护结构[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.(XU Gan Cheng, BAI Hongcai, ZHENG Yingren, et al. Support structure of underground engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 2002.(in Chinese))
- [6] 关宝树. 隧道设计要点集[M]. 北京: 人民交通出版社, 2002.(GUAN Baoshu. Essential issues of design in tunnel engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2002.(in Chinese))
- [7] 蔡美峰, 何满潮, 刘东燕. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002.(CAI Meifeng, HE Manchao, LIU Dongyan. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002.(in Chinese))
- [8] 李晓红, 王宏图, 贾剑青, 等. 隧道及地下工程围岩稳定性及可靠性分析的极限位移判别[J]. 岩土力学, 2005, 26(6): 850 - 854.(LI Xiaohong, WANG Hongtu, JIA Jianqing, et al. Ultimate displacement discrimination of stability and reliability analysis of surrounding rocks of tunnel and underground engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(6): 850 - 854.(in Chinese))
- [9] 张素敏, 宋玉香, 朱永全. 隧道围岩特性曲线数值模拟与分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(3): 455 - 458.(ZHANG Sumin, SONG Yuxiang, ZHU Yongquan. Numerical simulation and analysis of ground reaction curve[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(3): 455 - 458.(in Chinese))
- [10] 刘保国, 杜学东. 圆形洞室围岩与结构相互作用的黏弹性解析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(4): 561 - 564.(LIU Baoguo, DU Xuedong. Visco-elastical analysis on interplay between supporting structure and surrounding rocks of circle tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(4): 561 - 564.(in Chinese))
- [11] STILLE H, HOLMBERG M, NORD G. Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1989, 26(1): 99 - 113.
- [12] PAN Y W, DONG J J. Time-dependent tunnel convergence-II, advance rate and tunnel-support interaction[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1991, 28(6): 477 - 488.
- [13] 金丰年. 考虑时间效应的围岩特征曲线[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(4): 344 - 353.(JIN Fengnian. Time-dependent ground characteristic curves around tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1997, 16(4): 344 - 353.(in Chinese))
- [14] 侯公羽. 关于围岩 - 支护相互作用机制的讨论与新认识[J]. 煤矿支护, 2008, (1): 2 - 7.(HOU Gongyu. The new understanding about interactions mechanism between surrounding rock and support[J]. Support on Mining, 2008, (1): 2 - 7.(in Chinese))
- [15] 陈子荫. 围岩力学分析中的解析方法[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1994.(CHEN Ziyin. Analytic method around rock road way[M]. Beijing: Coal Industry Publishing House, 1994.(in Chinese))
- [16] CHAKRABARTY J. Theory of plasticity[M]. New York: McGraw-Hill, Inc., 1987.
- [17] 张学言, 闫蔚旺. 岩土塑性力学基础[M]. 2版. 天津: 天津大学出版社, 2006.(ZHANG Xueyan, YAN Shuwang. Fundamentals of geotechnical plasticity[M]. 2nd ed. Tianjin: Tianjin University Press, 2006.(in Chinese))
- [18] 陈惠发, 萨里普 A F. 弹性与塑性力学[M]. 余天庆, 王勋文, 刘再华译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.(CHEN W F, SALEEB A F. Elasticity and plasticity[M]. Translated by YU Tianqing, WANG Xunwen, LIU Zaihua. Beijing: China Architecture and Building Press, 2004.(in Chinese))
- [19] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.(ZHENG Yinren, SHEN Zhujiang, GONG Xiaonan[M]. The principles of geotechnical plastic mechanics[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2004.(in Chinese))
- [20] 丁大钧, 单炳梓, 马 军. 工程塑性力学[M]. 南京: 东南大学出版社, 2007.(DING Dajun, SHAN Bingzi, MA Jun. Engineering plastic

- mechanics[M]. Nanjing: Southeast University Press, 2007.(in Chinese))
- [21] 郑雨天. 岩石力学的弹塑性理论[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1988.(ZHENG Yutian. Fundamentals of elastic-plastic-viscous theory of rock mechanics[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1988.(in Chinese))
- [22] 孙 钧. 岩石流变力学及其工程应用研究的若干进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(6): 1 081 - 1 106.(SUN Jun. Rock rheological mechanics and its advance in engineering applications[J], Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(6): 1 081 - 1 106.(in Chinese))
- [23] 周维垣. 高等岩石力学[M]. 北京: 水利水电出版社, 1990.(ZHOU Weiyuan. Advanced rock mechanics[M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1990.(in Chinese))
- [24] 章根得, 何 鲜, 朱维耀. 岩石流变学[M]. 北京: 科学出版社, 1999.(ZHANG Gende, HE Xian, ZHU Weiyao. Rheology of rock media materials[M]. Beijing: Science Press, 1999.(in Chinese))
- [25] 张得培. 流变力学原理及其在岩土工程中的应用[M]. 重庆: 西南交通大学出版社, 1995.(ZHANG Depei. Rheology mechanical principles and application to geotechnical engineering[M]. Chongqing: Southwest Jiaotong University Press, 1995.(in Chinese))
- [26] 徐卫亚, 杨圣奇, 褚卫江. 岩石非线性黏弹塑性流变模型(河海模型)及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(3): 433 - 447.(XU Weiya, YANG Shengqi, CHU Weijiang. Nonlinear viscoelasto-plastic rheological model(Hohai Model) of rock and its engineering application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(3): 433 - 447.(in Chinese))
- [27] 张向东, 李永靖, 张树光, 等. 软岩蠕变理论及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(10): 1 635 - 1 639.(ZHANG Xiangdong, LI Yongjing, ZHANG Shuguang, et al. Creep theory of soft rock and its engineering application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(10): 1 635 - 1 639.(in Chinese))
- [28] 刘光廷, 胡 昱, 陈凤岐, 等. 软岩多轴流变特性及其对拱坝的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(8): 1 237 - 1 241.(LIU Guangting, HU Yu, CHEN Fengqi, et al. Rheological property of soft rock under multiaxial compression and its effect on design of archdam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(8): 1 237 - 1 241.(in Chinese))
- [29] 杨圣奇. 岩石流变力学特性研究及其工程应用[博士学位论文][D]. 南京: 河海大学, 2005.(YANG Shengqi. Study on characteristics of rock rheological mechanics and its engineering applications[Ph. D. Thesis][D]. Nanjing: Hohai University, 2005.(in Chinese))
- [30] 崔希海, 付志亮. 岩石流变特性及长期强度的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(5): 1 021 - 1 024.(CUI Xihai, FU Zhiliang. Test study on rock creep properties and its long-term strength[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(5): 1 021 - 1 024.(in Chinese))
- [31] SUN J, HU Y Y. Time-dependent effects on the tensile strength of saturated granite at the Three Gorges Project in China[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(2): 381 - 387.
- [32] FUJII Y, KIYAMA T, ISHIJIMA Y, et al. Circumferential strain behavior during creep tests of brittle rocks[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(3): 323 - 337.
- [33] 刘佑荣. 岩体力学[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 1999.(LIU Yourong. Rockmass mechanics[M]. Wuhan: China geosciences University Press, 1999.(in Chinese))